

Результаты эксперимента и их обсуждение. Однако, при рассмотрении работы свай, выполненной из бетона на напрягающем цементе, такой подход не оправдан. Из-за присутствия радиальных деформаций, и весьма значительных, любой грунт, в том числе и глинистый, включается в работу. И чем прочнее грунт, окружающий ствол сваи, тем эффект самоупрочнения будет выше. Следовательно, в данном случае более точным является определение давления P_2 , как пассивного, по формуле

$$P_{2\phi} = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + 2C \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2), \quad (5)$$

где ϕ – угол внутреннего трения грунта.

Если $C=0$, то получаем формулу для определения пассивного отпора сыпучего грунта.

Суммарное же давление, формирующее сопротивление грунта по боковой поверхности ствола сваи, будет равно:

$$P = P_1 + P_2 + P_3, \quad (6)$$

где P_1 – давления, возникающие при изготовлении сваи; P_2 – давления, передаваемые на грунт в момент загрузки сваи; P_3 – давления самоупрочнения бетона.

Учитывая, что на определенной глубине давление P будет равно $P_{2\phi}$, можно определить глубину, ниже которой эффективно применять бетон на напрягающем цементе, так как давление от грунта будет больше суммарного давления P , равного:

$$P = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + 2C \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2). \quad (7)$$

Отсюда

$$h = \frac{P - 2C \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)}{\gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)}. \quad (8)$$

Принимая во внимание, что по данным Ф.К. Лапшина [5]

$$P_1 = 8,57d; \quad (9)$$

$$P_2 = \frac{4NE\mu_6}{(1+\mu)\pi d^2 E_6}, \quad (10)$$

а величину самоупрочнения бетона в соответствии с проведенными исследованиями можно определить по формуле:

$$P_3 = \frac{1000\delta}{d}, \quad (11)$$

где d – диаметр сваи, м; N – нагрузка, передаваемая на сваю, кН; μ_6 – коэффициент Пуассона бетона; E – модуль деформации грунта; μ – коэффициент Пуассона грунта; E_6 – модуль упругости бетона, МПа; δ – перемещение стенок скважины под действием давления самоупрочнения бетона, мм, то подставив соответствующие значения давлений в (6) и решая относительно h , получим:

$$h = \frac{2}{\gamma d \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)} \times \left[4,28d^3 + 2000\delta - dC \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) + \frac{2NE\mu_6}{(1+\mu)\pi d E_6} \right], \quad (12)$$

где h – расстояние от поверхности грунта до точки, в которой $P=P_{2\phi}$.

При наличии уровня грунтовых вод в пределах длины сваи необходимо дополнительно учитывать взвешивающее действие воды.

Заключение. Предложенное усовершенствование метода расчета несущей способности буронабивных свай из тяжелых бетонов и бетонов на напрягающем цементе позволяет успешно реализовать важнейший резерв повышения их эффективности как в области энергоматериалоемкости, так и удельной стоимости.

Знание величины глубины h , ниже которой горизонтальное давление грунта всегда больше суммарного давления, вызванного воздействием бетона на грунт при изготовлении сваи, внешней нагрузкой и самоупрочнением, и определяет оптимальную зону применения бетонов на напрягающем цементе.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01-99. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1999. – 102 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – 2-е изд. перераб. и дополн. – Л.: Стройиздат, Ленинградск. отделение, 1988. – 415 с.
3. Бахолдин, Б.В. Исследования сопротивления грунта по боковой поверхности свай: сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам / Б.В. Бахолдин, Н.Т. Игонькин – М.: Стройиздат, 1968. – С. 82–88.
4. Работников, А.И. О роли сил трения в работе буронабивных свай. – В кн.: Основания и фундаменты. – Киев: Будівельник. – 1974. – Вып. 7. – С. 101–104.
5. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратовского универс. – 1979. – 152 с.
6. Липовой, А.У. Исследование влияния напряжений в грунте по боковой поверхности сваи на сопротивление по нижнему торцу // Основания и фундаменты. – Киев: Будівельник, 1982. – Вып. 15. – С. 74–77.
7. Трофименков, Ю.Г. Совершенствование методов определения несущей способности свай // Труды VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат. – 1973. – С. 206–209.
8. Jsmal, N.F., Al-Sanad H.A. Uplift capacity of bored piles in calareous soils // Journ. of Geotech. Enq. – 1986. – V. 112. – № 10. – P. 928–940.

Материал поступил в редакцию 08.02.12

POUYA P.S., SHVEDOVSKY P.V. In this article some work characteristics and calculations of bearing strength of precast, drilled and cast-in-place piles of heavy-weight concrete and concrete of self-stressing cement are given.

The work characteristics and calculations of bearing strength of piles are analyzed. The calculated dependence allowing increasing efficiency of pile application is offered.

УДК 624.15+624.131.6:551.5

Дроневиц А.Ю., Пойта П.С., Шведовский П.В.

ОСОБЕННОСТИ УЧЕТА ИЗМЕНЧИВОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТОВ В ПРОЦЕССЕ ПОГРУЖЕНИЯ ЗАБИВНЫХ СВАЙ НА ИХ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ

Введение. Как отмечено в наших исследованиях [1], при погружении свай в грунтовом массиве происходят разнообразные процессы,

приводящие к значительным изменениям структуры грунтов и соответственно изменениям несущей способности свай. А это и обуслов-

Дроневиц Александр Юревич, аспирант кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

ливают массовую недобивку свай до проектных отметок. При этом величина недобивки может колебаться от 0,5 м до 4,0 м и более (рис. 1).



Рис. 1. Общие виды свайных полей: а) с различной недобивкой соседних свай; б) с малой недобивкой; в) со значительной недобивкой по всему полю

Анализ основных закономерностей переформирования и перераспределения во времени и пространстве строительных свойств грунтов, представляющих собой комплекс физических, физико-химических, водных и физико-механических характеристик, формирующихся под влиянием самых разнообразных природных и техногенных воздействий, показывает, что необходимо как выявление всей совокупности основных действующих (внутренних и внешних) факторов, так и учет их взаимной коррелированности.

Объективность оценки строительных свойств требует комплексности изучения их минерального, химического, водного, биологического и газового составов, а также учета энергетического уровня взаимосвязей и взаимовлияния состава, строения, состояния и свойств. При этом в целом следует выделять взаимосвязи и взаимо-

влияние трех порядков: сильное, прямое – связь первого порядка, среднее, прямое или косвенное – связь второго порядка и слабое, косвенное – связь третьего порядка.

Анализ более 50 инженерно-геологических отчетов по стройплощадкам позволяет отметить, что строительные свойства грунтов и грунтовых массивов и развивающиеся в них процессы, определяются воздействием многочисленных взаимосвязанных и взаимообусловленных закономерностей. Основными из них являются:

- механические свойства грунтовых массивов. Определяются их структурой и напряженным состоянием, вещественным составом, структурой и текстурой грунтов, слагающих массив;
- основные механические свойства грунтов осадочного происхождения. Определяют минеральный состав обломков пород и минералов, их слагающих, состав примесей, цемента и тип цемента, структуру, процессы диагенеза, эпигенеза и гипергенеза, соотношением их запаса прочности в естественном состоянии, способности к релаксации напряжений, видом и интенсивностью внешнего воздействия;
- существенное влияние на прочность грунтов имеют как процессы прогрессивного (синерезис и старение, цементация, коагуляция, агрегация и уплотнение, ведущие к упрочнению), так и регрессивного (выветривание, выщелачивание, набухание, пептизация, размокание, адсорбционное понижение прочности, разуплотнение, разрушение структуры, образование скрытой и явной трещиноватости) литогенеза;
- основные строительные свойства грунтов и грунтовых массивов. Определяются природой их прочности в естественном состоянии;
- главными факторами, определяющими природу начальной (естественной) прочности грунтов являются: состав, форма, кристаллические особенности и дисперсность частиц твердой фазы; состав и pH водной дисперсионной среды; характер и степень развитости поверхностных гидратно-молекулярно-ионных слоев на границе раздела фаз; количественное соотношение твердой и жидкой фаз; характер и прочность структурных связей в местах контакта частиц; развитость структурного каркаса в объеме породы, его плотность и прочность, все факторы, определяющие прочность грунтов, взаимосвязаны и взаимообусловлены и изменение любого из них неизбежно обуславливает и изменение прочности массива в целом;
- процессы, наиболее существенно влияющие на изменение большинства свойств грунтов, характеризуются цикличностью своего развития, инерционностью проявления, эффектом совпадения во времени экстремальных значений характеристик факторов и их одновременности воздействия, а также кумулятивным эффектом запаздывания во времени.

Эти закономерности имеют большое значение для понимания:

- физико-химической сущности природы естественной прочности и характера изменчивости ее под влиянием внешней среды и от интенсивности целенаправленных механических воздействий (глубинное уплотнение, уплотнение тяжелыми трамбовками и т.п.);
- динамики изменения факторов и ее роли в развитии процессов и формировании свойств грунтов в пространстве и во времени, а также от стадии к стадии и внутри каждой стадии уплотнения.

Экспериментальные исследования. Как показано в [1–5], при погружении свай в грунтах происходят самые разнообразные процессы, приводящие к значительным изменениям структуры грунтов. При этом если с поверхности (до 1,0–1,5 м) грунты чаще всего несколько разуплотняются, за счет формирования воронки раскачивания и бокового выпора, то на большей глубине, как вокруг ствола сваи, так и под ее острием, наблюдается значительное уплотнение.

Разуплотнение характерно не только с поверхности грунтов, но и в зоне распространения органогенных слабых грунтов. Степень уплотнения грунта ниже острия сваи несколько больше, чем в окосвайной зоне. Наиболее существенно увеличение предельного сопротивления сваи характерно для песков средней плотности независимо от их происхождения.

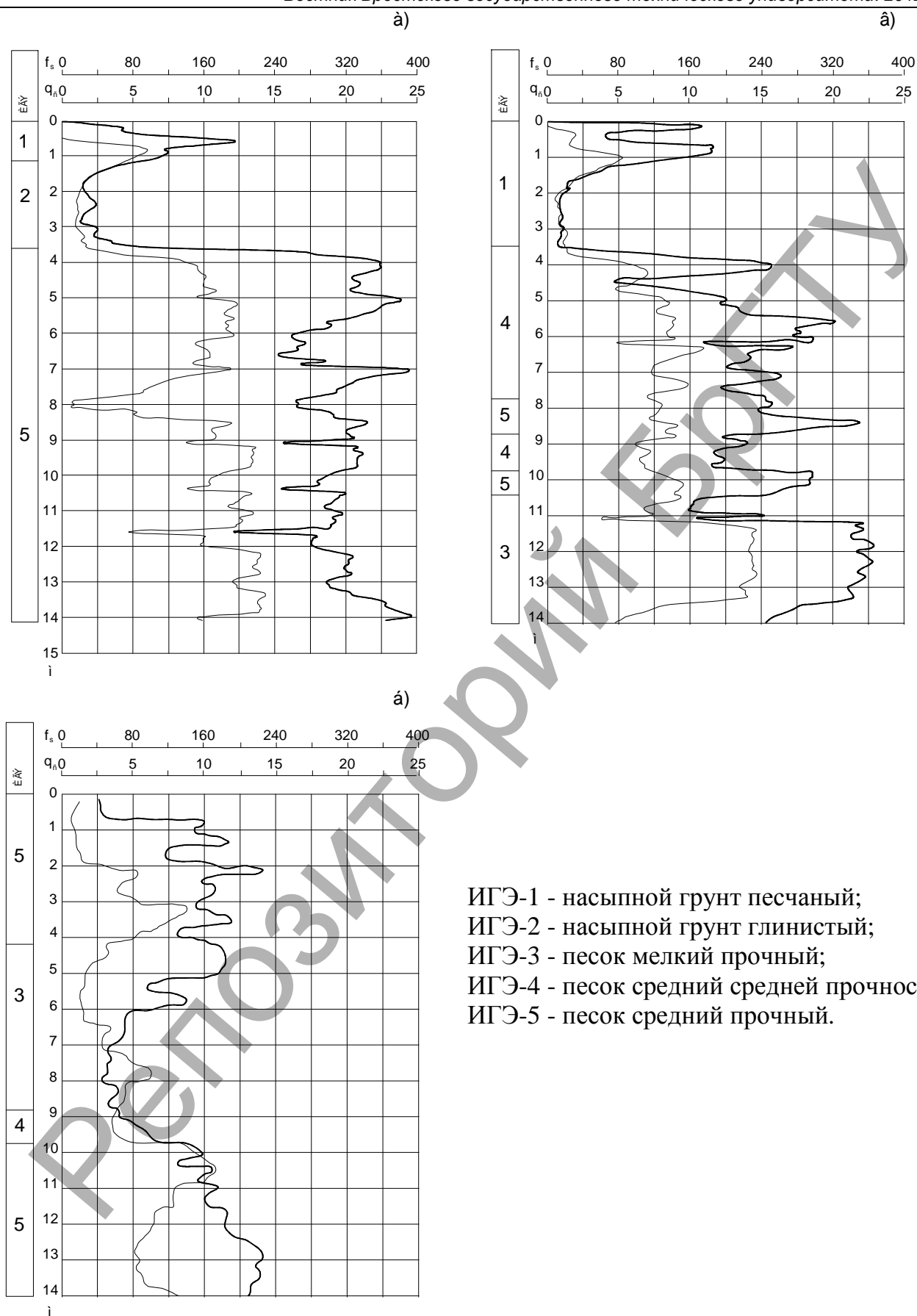


Рис. 2. Графики статического зондирования: а – свая №3; б – свая №6; в – свая №9. (тип зонда – II; диаметр зонда – 36мм; оборудование СС3 – 1)

Таблица 1. Характеристики насыпных грунтов.

ИГЭ, грунт	Статистики	Лабораторные исследования								Зондирование	
		$W, \%$	$\rho, \text{г/см}^3$	e	Sr	$W_L, \%$	$W_p, \%$	$I_p, \%$	I_L	$q_c, \text{МПа}$	$f_s, \text{кПа}$
ИГЭ-1 Насыпной грунт песчаный	n	5	8	4	4					43,8	43,8
	min	5,9	1,67	0,54	0,3					1,1	2
	max	10,7	1,82	0,69	0,3					19,3	134
	\bar{x}	7,4	1,75	0,60	0,3					5,1	39
	σ	1,753	0,055								
ИГЭ-2 Насыпной грунт глинистый	v	0,24	0,03								
	n	3	5	3	3	2	2	2	2	28,7	28,7
	min	8,6	2,04	0,41	0,6	16,9	10,7	6,2	0,25	0,9	8
	max	12,3	2,14	0,45	0,8	17,0	10,7	6,3	0,26	17,0	132
	\bar{x}	11,1	2,09	0,42	0,7	17,0	10,7	6,3	0,26	3,4	34
	σ		0,035								
	v		0,02								

Таблица 2. Характеристики грунтов естественного сложения.

ИГЭ, грунт	Статистики	Зондирование		e по зондированию	$\rho^*, \text{г/см}^3$
		$q_c, \text{МПа}$	$f_s, \text{кПа}$		
ИГЭ-3. Песок мелкий прочный	n	12,8	12,8	0,54	2,07
	min	8,9	69		
	max	22,2	230		
	\bar{x}	13,7	113		
	σ	4,192			
ИГЭ-4. Песок средний средней прочности	v	0,31			
	n	81,4	81,4	0,56	2,06
	min	5,7	46		
	max	15,0	163		
	\bar{x}	12,0	97		
	σ	1,966			
ИГЭ-5. Песок средний прочный	v	0,16			
	n	109,8	109,8	0,51	2,09
	min	15,1	24		
	max	28,2	254		
	\bar{x}	18,8	131		
	σ	2,156			
	v	0,11			

Примечание: ρ^* – плотность, рассчитана при значениях коэффициента пористости e , принятых по зондированию и степени влажности, равной 1

Таблица 3. Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

ИГЭ	Грунт	Удельный вес, кН/м^3			Удельное сцепление, кПа			Угол внутреннего трения, градус			Модуль деформации $E, \text{МПа}$
		γ_n	γ	γ_l	c_n	c_{II}	c_I	φ_n	φ_{II}	φ_I	
1	Насыпной грунт песчаный	17,5	17,4	17,3	-	-	-	-	-	-	-
2	Насыпной грунт глинистый	20,9	20,8	20,8	-	-	-	-	-	-	-
3	Песок мелкий прочный	10,7	10,7	10,5	3	3	2	35	35	32	33
4	Песок средний средней проч- ности	10,6	10,6	10,4	2	2	1,3	37	37	34	35
5	Песок средний прочный	10,9	10,9	10,7	2	2	1,3	38	38	34	40

В работе [1] нами также показано, что расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи зависит от сформированного коэффициента пористости грунтов в зоне уплотнения, и при определенных условиях оно может увеличиться на 22–53%. Однако конкретные практические рекомендации исходя из этого факта не предложены.

Исследования [6, 7] показали, что определяющим фактором конечных значений параметров прочности и напряженного состояния грунтов является изменение формируемых при сдвиге распорных дилатантных напряжений. При этом насколько большими будут значения дилатантных напряжений, зависит от крупности песчаных грунтов и условий стеснения объемных деформаций. В исследованиях [6] также выявлено влияние неоднородности как грунтов, так и грунтовых массивов.

Используя приведенные в [8] значения расчетных сопротивлений песчаных грунтов, с учетом дилатансии грунтов для экспериментальных площадок был проведен сравнительный анализ несущей способности свай (объект – 159 квартирный жилой дом по г/п №17 в ЮЗМР-3 в г. Бресте).

На рисунке 2 приведены графики статического зондирования в точках расположения полевых испытаний грунтов сваями.

Обобщенные значения физических характеристик грунтов приведены в табл. 1 и табл. 2.

В таблице 3 приведены нормативные и расчетные характеристики грунтов.

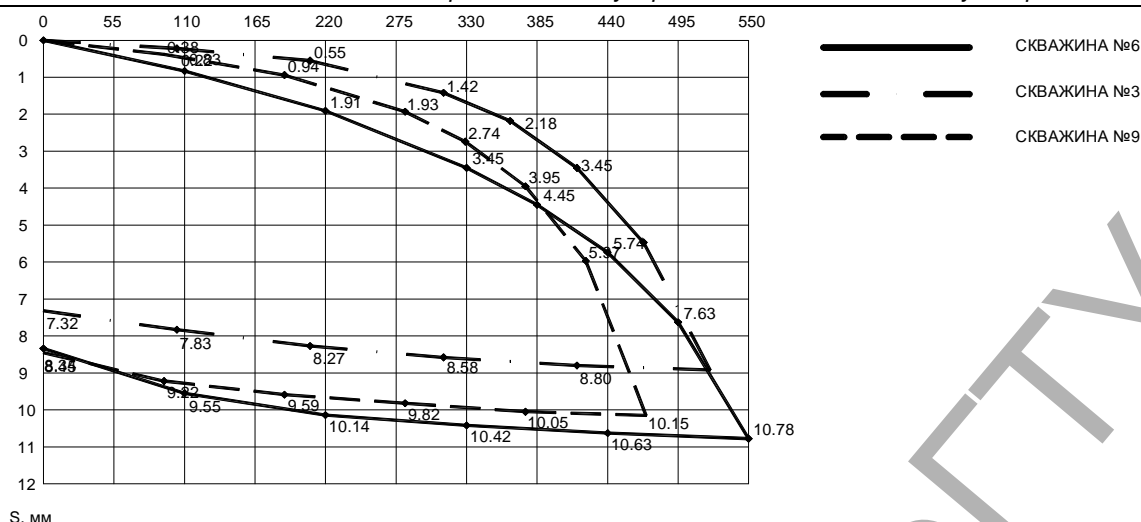
Рис. 3. Графики зависимости осадки S_{om} нагрузки P для свай № 3, № 6 и № 9

Таблица 4. Сравнительные значения несущей способности свай

№ сваи и глубина погружения	Несущая способность, F_d , кН			
	по результатам испытаний нагрузкой	по действующим нормативным документам	с учетом коррекции на дилатансию грунтов	с учетом переформирования зоны уплотнения
№ 3, $h=5,9$ м	530	466	489	496
№ 6, $h=6,2$ м	610	520	593	580
№ 9, $h=5,8$ м	480	410	439	430

Условные обозначения для рисунка 2 и таблиц 1, 2, 3 приведены ниже:

q_c – удельное сопротивление грунта под наконечником зонда, МПа;

f_s – удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда, кПа;

n – число определений характеристики, для зондирования – количество метров;

\min – минимальное значение характеристики;

\max – максимальное значение характеристики;

\bar{x} – среднее значение характеристики;

σ – среднее квадратичное отклонение;

v – коэффициент вариации;

$\gamma_n, \gamma_{II}, \gamma_I$ – удельный вес грунта, кН/м³, соответственно, нормативные и расчетные значения при доверительной вероятности 0,85 и 0,95;

c_n, c_{II}, c_I – удельное сцепление грунта, кПа, соответственно, нормативные и расчетные значения при доверительной вероятности 0,85 и 0,95;

$\varphi_n, \varphi_{II}, \varphi_I$ – угол внутреннего трения, град. – соответственно, нормативные и расчетные значения при доверительной вероятности 0,85 и 0,95.

Испытание свай статической вдавливающей нагрузкой производилось силовой балкой с винтовыми анкерными сваями, служащей упором гидравлического домкрата типа ЦС200, грузоподъемностью 2000 кН. Вертикальные перемещения свай измерялись двумя прогибомерами системы Аистова 6 ПАО с точностью 0,01 мм, закрепленных на реперной системе.

Графики зависимости осадки свай S_{om} нагрузок P приведены на рисунке 3.

Сравнительные значения несущей способности свай по результатам статического зондирования, расчетам согласно действующих нормативным документам и с учетом дилатансии грунтов и переформирования зоны уплотнения, приведены в таблице 4.

Анализ сравнительных значений F_d позволяет отметить, что величины несущей способности, рассчитанные с учетом дилатансии

грунтов близки к значениям несущей способности свай, полученных в натуральных условиях их работы. Наиболее близкие значения характерны для свай №6, расположенной в грунтах естественного сложения по всей толще геологического разреза.

Закключение. Учет дилатантных напряжений позволяет получить более достоверные значения несущей способности свай, особенно на стройплощадках с относительно однородными инженерно-геологическими условиями околоствайного пространства.

Достаточная близость значений несущей способности свай с учетом коррекции на дилатансию и переформирование зоны уплотнения позволяет считать, что в обоих случаях процессы, влияющие на несущую способность, либо схожи, либо проявляется схожесть их прямых и косвенных взаимовлияний и взаимодействий.

Все это позволяет при определении несущей способности свай использовать методику, ранее предложенную нами по прогнозному коэффициенту пористости грунта в околоствайном пространстве, либо табличные значения расчетных сопротивлений грунтов с учетом дилатансии, предложенные учеными БНТУ.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пойта, П.С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Вестник БрГТУ. – 2009. – №1(55): Строительство и архитектура. – С. 30–32.
2. Пойта, П.С. Современные подходы определения несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, А.Н. Невейков, А.Ю. Дроневиц // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XVI Международного научно-методического семинара 28–30 мая 2009. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. II. – С. 156–160.
3. Баби́чев, З.В. Совершенствование методов проектирования свайных фундаментов в промышленном и гражданском строительстве / З.В. Баби́чев, Г.С. Колесник, И.Б. Рыжков // Обзорн. инф. – М.: ЦБНТИ, 1976. – 94 с.
4. Meyerhof, G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. JGED, ASCE, GT6, 1988. – 206 p.

5. Ekstrom, J.A. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D – Chalmers University of Technology, 1989. – 311 p.
6. Уласик, Т.М. Методика определения уточненных прочностных характеристик, используемых при расчете оснований зданий и сооружений / Т.М. Уласик // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях: межвуз. сб. научн. тр. ВГАСУ / Под ред. В.М. Алексеева. – Воронеж, 2002. – С. 83–85.
7. Уласик, Т.М. Влияние дилатансии на величину угла внутреннего трения / Т.М. Уласик // Наука – образованию, производству, экономике: рефераты докладов 56-й науч.-технич. конф. професс., преп., науч. работ и асп. БНТУ. Минск. 4–7 фев. 2003 г. / БНТУ, УП «Технопринт»; редкол.; Б.М. Хрусталева [и др.]. – Минск, 2003. – Т. 2. – С. 5.
8. Уласик, Т.М. Дополнение существующих методик испытаний несвязных грунтов при определении параметров прочности с учетом дилатансии / Т.М. Уласик // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. научн. трудов Междунар. научн.-метод. межвуз. семинара, Могилев, 16–18 Сазонов [и др.]. – Могилев, 2005. – С. 471–473.

Материал поступил в редакцию 08.02.12

DRONEVICH A.Y, POYTA P.S, SHVEDOVSKY P.V. Features to handle variability in soil properties during immersion driven piles on their bearing capacity

The paper considers the practical aspects of the accounting effect of dilatancy on the bearing capacity of driven piles.

УДК 624.15+624.131.6:551.5

Шведовский П.В., Пойта П.С., Клебанюк Д.Н.

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ И ПРОГНОЗА ИЗМЕНЧИВОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ГЕОМАССИВА В ПРЕДЕЛАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДОК

Введение. Действующие в настоящее время нормативные документы по поверхностному уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками [1, 2], а также сведения, имеющиеся в технической литературе, [3–7] не содержат конкретных рекомендаций по учету вертикальной и горизонтальной изменчивости инженерно-геологических условий стройплощадок.

Учитывая, что оптимизация энергетических и трудовых затрат требует учета всего разнообразия факторов, влияющих на предельную глубину уплотнения как конструктивно-технологических (масса и форма трамбовки, высота сбрасывания, число ударов, расстояния между отпечатками, число этапов повторного уплотнения и т.п.), так и физико-механических свойств грунтов, условий и особенностей их залегания, то оценить прогнозируемые контрольные значения параметров уплотненного грунта, без анализа изменчивости свойств грунтов геомассива на стройплощадке, невозможно даже принципиально.

Анализ и методика исследований. Анализ имеющихся исследований [7, 8, 11 и др.] показывает, что наиболее детально на территории республики изучена вертикальная изменчивость грунтов геомассивов.

Большинство исследователей отмечают, что в основном характерны двухзонные типы грунтовых разрезов, т.е. по формированию строительных свойств выделяются только верхняя и нижняя зоны. Переходная зона либо не выделяется, либо ее мощность незначительна, и как самостоятельный инженерно-геологический элемент она не имеет практического значения. При этом верхняя зона характеризуется большей песчанистостью или пылеватостью и зачастую пониженной плотностью. Повышенная изменчивость показателей состава и физико-механических свойств наблюдается по направлению к кровле.

По инженерно-геологическим отчетам более чем для пятидесяти строительных площадок западного региона республики были сформированы интегральные кривые гранулометрического состава и графики распределения, позволившие построить гистограммы распределения характеристик строительных свойств грунтов.

Анализ характера гистограмм позволяет отметить, что их локальная изменчивость подчиняется нормальному или логнормальному распределению, т.е. они являются случайными стохастическими величинами.

Отсюда для оценки отклонений характеристик строительных свойств в любой точке стройплощадки от его нормативного (среднего) значения, в любой момент времени, которые можно выразить

через дисперсию, их необходимо рассматривать как функцию положения и времени комплекса факторов для стохастических стационарных в широком смысле процессов.

Если $D_\phi = f(\bar{D}_\phi)$, а $\Pi = \varphi(\bar{\Pi})$ – случайные функции, D_ϕ – деформационные, Π – прочностные свойства, сформировавшиеся под воздействием случайных факторов, то среднее значение их определяется математическим ожиданием

$$D_\phi = H(\beta) D_\phi^0(t), \quad (1)$$

где $H(\beta) = \left[\frac{(1 + \beta^4)^{1/2} - \beta^2}{(1 + \beta^4)} \right]^{1/2}$ – коэффициент случайного воздействия комплекса факторов; β – дисперсионная постоянная и при $\beta \rightarrow 0$ $H(\beta) \rightarrow 1$, а при $\beta \rightarrow \infty$ $H(\beta) \rightarrow 0$.

Выражая дисперсию уравнением

$$\sigma^2(t) = E[h^2(x(t), t)] - \{E[h(x(t), t)]\}^2 \quad (2)$$

и представляя члены выражения через характеристические функции для стохастического стационарного процесса, имеем:

$$\sigma^2(t) = V(\beta) [D_\phi^0(t)]^2, \quad (3)$$

где

$$V(\beta) = \frac{1}{\beta^2} \arctg \beta^2 - \frac{1}{2\beta^2} \arccos \left(\frac{\sqrt{1 + 4\beta^4} + \beta^4}{1 + \beta^4} \right) - \left(\frac{\sqrt{1 + 4\beta^4} - \beta^4}{1 - \beta^4} \right)^{1/2} \quad (4)$$

и $V(\beta) = 0$ при $\beta = 0$, достигает максимума $V(\beta) = 0,141$ при $\beta = 1,12$ и $V(\beta) \rightarrow 0$ при $\beta \rightarrow \infty$.

Так как $\frac{V(\beta)}{H^2(\beta)} \rightarrow \frac{1}{6} \beta^4$ при $\beta \rightarrow 0$ и $\frac{V(\beta)}{H^2(\beta)} \rightarrow 2\beta^3$ при

$\beta \rightarrow \infty$, то это и определит дисперсию изменения строительных свойств от случайного влияния факторов

$$\sigma^2(D_\phi^i) \leq 0,141 D_\phi^i \text{ и } \sigma^2(\Pi_i) \leq 0,141 \Pi_i. \quad (5)$$

Клебанюк Дмитрий Николаевич, магистрант кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.